

обстоятельство, что в существующих международных документах рекомендуется принимать во внимание изменение в распределении усилий, вызванное возникновением трещин и пластическими свойствами конструкций [1]. Обосновывая необходимость учета перераспределения усилий при проектировании статически неопределимых конструкций, следует подчеркнуть, что при этом глубже уясняется поведение конструкции в различных условиях работы; экономится материал (в первую очередь арматура), снижается трудоемкость изготовления конструкции и улучшается ее качество, упрощается расчет.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тихий, М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий / М. Тихий, И. Ракосник; перевод с чешского Б.М. Сергеевко. – 1976.
2. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975 – 191 с.
3. EN 1990: 2001. Eurocode – Basis of Structural Design. – Brussels – 2011-67p.
4. CEB-FIP Model Code 1990- Chapter 1-3, Final Draft. CEB Bull.d' Inf., 1991, No. 203.
5. Riva, P. Rotation Capacity of Structural Concrete Members / P. Riva, M.Z. Cohn // Magazine Concrete Research. – 1994 – V. 46. – No. 168. – P. 223–234.
6. Проектирование железобетонных конструкций: Еврокод 2. – Часть 2: железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета.
7. Baker, A.L.L., and Amarakone, A.M.N. (1964). "Inelastic Hyper Static Frames Analysis", Proceedings of the International Symposium on

Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, Florida, ASCE 1965-50, ACI SP-12, pp. 85-142.

8. Mattock, A.H. (1964). "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams", Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, Florida, ACI SP-12. – P. 143–181.
9. Кузьмичев, А.Е. Исследование влияния пластических деформаций сжатого бетона на перераспределение усилий в железобетонных рамах. Труды НИИЖБ, вып. 17. «Исследования по теории железобетона». – М.: Госстройиздат, 1960.
10. Corley, W.G. (1966). "Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams", Proceedings of the ASCE Structural Journal. – V. 92. – No. ST-4. – P. 121–146.
11. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: Design of concrete structures. – Part 1: General Rules and Rules for Building – Brussels – 2002, October – 230 p.
12. Tapco, A. Projektowanie konstrukcji żelbetowych w Eurocodu 2 i PN-B-03264:1999. – Arkadu, Warszawa, 2000-547s.
13. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 с изменениями 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 274 с.
14. Пецольд, Т.М. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования / Т.М. Пецольд, В.В. Тур. – Издательство БГТУ, 2003.
15. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1:2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч.1-1: Общие правила и правила для зданий.

Материал поступил в редакцию 25.02.14

#### SHALOBYTA N.N., POLONSKY M.C., SHALOBYTA T.P., MASILEVICH A.V. Borders of redistribution of efforts in ferroconcrete designs

The general characteristic of methods of calculation of statically indefinable ferroconcrete designs is given in article taking into account redistribution in them of efforts and the main dependences for determination of parameters of their calculation.

УДК 624.014.27

Драган В.И., Глушко К.К.

### ИССЛЕДОВАНИЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ»

**Введение.** В данной статье рассмотрена работа структурной плиты системы БрГТУ при температурных воздействиях на неё, возникающих при различных сценариях пожара.

Особенностью работы структурных конструкций с позиции теплотехники при воздействии на них высоких температур является их быстрый прогрев, обусловленный низкой металлоёмкостью, широким применением тонкостенных труб и, как следствие, небольшой массой элементов структурных конструкций и структур в целом. Высокая скорость нагрева труб обусловлена значительной площадью их наружной поверхности по отношению к объёму стали. Особенностью так же является крайне низкая степень теплового взаимодействия стержня и узла, стержней, объединённых в одном узле и имеющих разную температуру. Это обусловлено малой площадью передачи тепла (поверхность пересечения узла и болта, стержня и болта соответственно). Это даёт возможность рассматривать нагрев каждого стержня от конвекции и излучения без учёта теплового взаимодействия со смежными стержнями и узлами.

С позиции статической работы структурной конструкции особенностью является простотность работы системы, высокая степень статической неопределимости. Высокая степень надёжности обусловлена унификацией сечений групп стержней, что даёт возможность образования пластических шарниров и перераспределе-

ния усилий в стержнях при перенапряжении некоторых из них. Высокая жёсткость структуры позволяет использовать полную диаграмму деформирования стали при растяжении и использовать частичный и полный выход из работы сжатых стержней.

Характеристика объекта исследований. Покрытие здания спортивного корпуса ДЮСШ №2 в г. Калинковичи представляет собой структурную плиту из труб с уклоном в 3 градуса, прямоугольную в плане с размерами 20х32 м. Опорные узлы шарнирно неподвижно соединены с закладными деталями монолитного железобетонного пояса, опирание структурной конструкции осуществляется по четырём сторонам. Структурная плита имеет ортогональную сетку верхнего и нижнего поясов и с размерами ячейки 2х2 м. Высота между осями поясов составляет 1,414 м.

Структурная конструкция собрана из труб горячекатаных из стали 20, трубы соединяются болтами посредством узла – полого шара, выполненного из стали 09Г2С.

Здание имеет размеры в осях 18х30 м, высоту в коньке 10,4 м, отметка опирания структурной конструкции +8,000 м.

Обоснование выбора модели расчёта пожаров и их температурных режимов. В [1] для определения температуры вблизи строительных конструкций используются следующие модели пожаров:

Глушко Константин Константинович, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

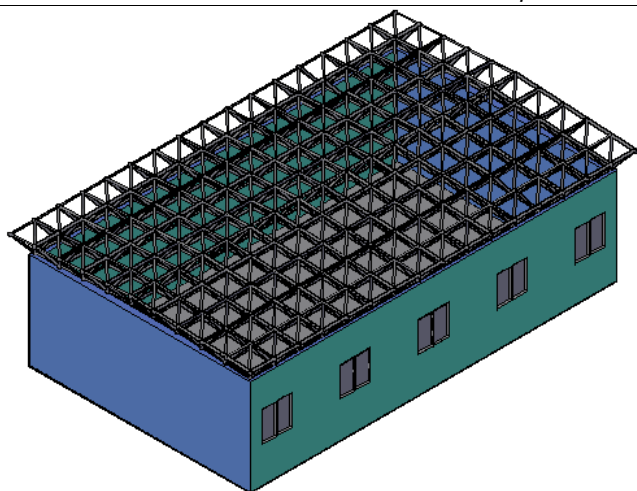


Рис. 1. Модель структурного покрытия ДЮСШ №2 в г. Калинковичи (кровля условно не показана)

1. Однозонная модель (интегральная). Описывает в общем виде процесс изменения во времени состояния газовой среды в помещении. Применяется в следующих случаях: для зданий и сооружений, содержащих систему помещений малого объема простой геометрической конфигурации, проведение моделирования пожара для случаев, когда учет стохастического характера пожара является более важным, чем детальное его описание, для помещений, где характерный размер очага пожара соизмерим с характерным размером помещения.
2. Двухзонная модель. Основана на использовании двух слоев: верхнего горячего припотолочного слоя и холодного слоя у пола помещения. Применяется в следующих случаях: для помещений и систем помещений простой геометрической конфигурации, линейные размеры которых соизмеримы между собой, для помещений большого объема, когда размер очага пожара существенно меньше размеров помещения, для зон, расположенных на разных уровнях в пределах одного помещения.
3. Полевые (дифференциальные) модели, определяющие рост температуры в помещении в зависимости от продолжительности пожара и пространственного расположения. Применяются в следующих случаях: для помещений сложной геометрической конфигурации, а также помещений с большим количеством внутренних преград: для помещений, в которых один из геометрических размеров гораздо больше (меньше) остальных: для иных случаев, когда применимость или информативность зонных и интегральных моделей вызывает сомнение.

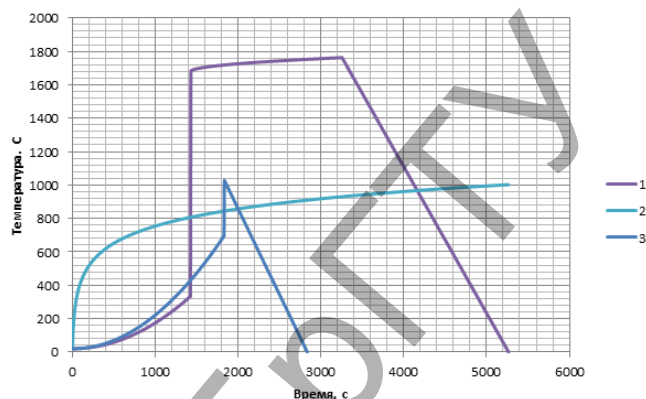
Температура элементов структурной конструкции будет рассчитана по однозонной модели пожаров. В данном примере она также может быть применена, поскольку основной объем здания представлен в виде прямоугольного параллелепипеда. Объем части, вышедшей за пределы обозначенного параллелепипеда, незначителен и составляет 3% от общего объема. Эта модель пожара учитывает тепло- и массообмен, потери теплоты через ограждающие конструкции, свойства газовой среды во время пожара.

При расчете пожара по однозонной модели все элементы конструкций находятся в среде, температура которой является постоянной в определенный момент времени во всех точках и равна среднеобъемной температуре газовой среды при пожаре. Это достигается при равномерном распределении пожарной нагрузки по всей площади пола помещения. Температура газовой среды найдена при номинальном температурном режиме стандартного пожара и для реальных пожаров с разной плотностью пожарной нагрузки.

В качестве горючего материала выбрана древесина (в основе стандартного температурного режима в качестве горючего материала также используется древесина с плотность пожарной нагрузки

50 кг/м<sup>2</sup>). В результате расчета получено изменение температуры газовой среды в помещении спортивного зала во времени.

На рисунке 2 представлены для наглядности характерные типы температурных режимов пожаров, рассчитанные по однозонной модели по [2] и [3] (самый длительный и высокотемпературный, стандартный и самый маломощный).



- 1 – график температурного режима при применении однозонной модели расчета пожаров (пожар, регулируемый пожарной нагрузкой);
- 2 – график температурного режима стандартного пожара;
- 3 – график температурного режима при применении однозонной модели расчета пожаров (пожар, регулируемый вентиляцией)

Рис. 2. Типы температурных режимов пожаров в помещении спортивного зала

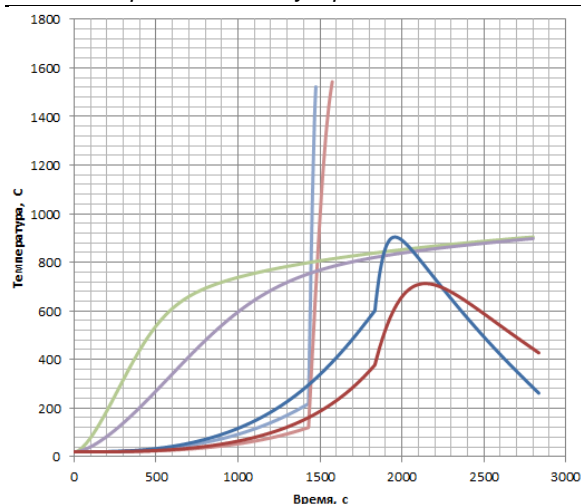
Несоответствие температурных режимов стандартного и реального пожара объясняется тем, что стандартный пожар применим для большинства жилых и общественных зданий и не является «привязанным» к конкретному объекту, также стандартный температурный режим не описывает стадию воспламенения и стадию затухания. При отсутствии информации об объекте температурный режим пожара считается стандартным. При применении однозонной модели рассмотрена разная плотность пожарной нагрузки, следовательно получены разные температурные режимы. При некоторой температуре газовой среды под действием излучения от источника пожара мгновенно воспламеняется вся пожарная нагрузка и пожар переходит в стадию объемного горения.

Из рисунка 2 следует различие пожаров, регулируемых пожарной нагрузкой (ПРН), и пожаров, регулируемых вентиляцией (ПРВ). ПРН развивается при достаточном количестве кислорода, следовательно, максимальная температура обусловлена только пожарной нагрузкой, в данном случае присутствует фаза объемного пожара после воспламенения всей пожарной нагрузки в здании. Мощность ПРВ зависит от количества поступающего через вентиляционные отверстия кислорода воздуха.

**Расчет температуры стержней и узлов.** При нахождении температуры стальных элементов структурной конструкции были приняты допущения:

1. Температура в стержнях и узлах принята равномерной как по длине, так и по сечению, влияние менее нагретого узла на стержень не учитывалось.
2. Отношение площади поверхности труб к их объему принято постоянным, поскольку толщина стенок труб разных поперечных сечений незначительно отличается (4 мм и 5 мм).
3. Значение удельной теплоемкости стали 20 принято постоянным при изменении температуры и равно средневесовому значению.

На рисунке 3 показано изменение температуры стальных элементов структурной плиты при температурных режимах пожаров в помещении, изображенных на рисунке 2.



1 – график роста температуры труб при применении модели расчёта пожара 1, 1" – графики роста температуры узлов при применении модели расчёта пожара 1, 2 – график роста температуры труб при применении температурного режима стандартного пожара 2, 2" – график роста температуры узлов при применении температурного режима стандартного пожара 2, 3 – график роста температуры труб при применении модели расчёта пожара 3, 3" – график роста температуры узлов при применении модели расчёта пожаров 3

**Рис. 3.** Изменение температуры стержней и узлов структуры во время пожара

Узлы нагреваются медленнее стержней и значительно медленнее остывают из-за большей теплоёмкости узла и меньшей площади обогреваемой поверхности по сравнению со стержнем. Тепловой поток передаётся через болт к менее нагретому узлу от более нагретого стержня, но площадь передачи потока мала (поверхность пересечения болта и узла структуры), поэтому теплообмен между стержнем и узлом не учитывается.

**Статический расчёт структурной плиты.** При нагреве стальных конструкций меняются их физико-механические характеристики, а также возникают усилия в стержнях от повышения их температуры.

Для оценки степени влияния изменения этих параметров на предельную нагрузку на структурную конструкцию покрытия выбраны физико-механические характеристики стали 20, определённые при соответствующей температуре по [4]. Расчёты производились в программе SAP2000.

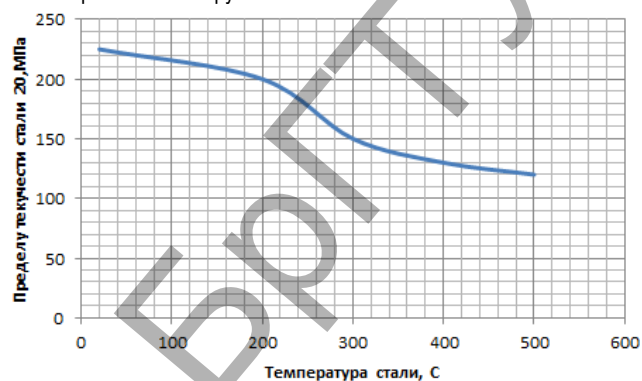
Значение расчётной проектной нагрузки составило 2,56 кПа, значение нормативной проектной нагрузки составило 1,89 кПа.

Предельное состояние из условия прочности для стальных элементов структуры происходит в результате снижения предела текучести стали. В интервале температур от 200 °С до 300 °С предел текучести стали 20 резко снижается с 200 МПа до 150 МПа, значение предельной нагрузки на покрытие также снижается. Модуль упругости снижается незначительно, жёсткость покрытия в рассматриваемом интервале температур изменяется незначительно. График изменения предела текучести стали 20 приведен на рисунке 4.

Результаты анализа изменения предельных нагрузок на структурную плиту в линейной и нелинейной стадии расчёта при различных температурах стержней показаны в таблице 1.

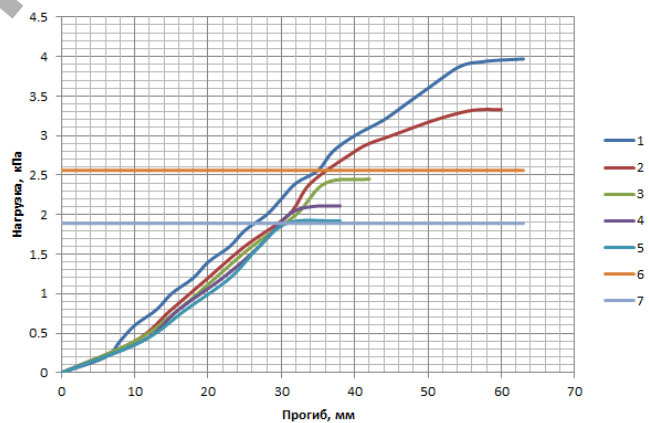
В нелинейной стадии расчёта всем стержням была придана возможность образования пластических шарниров. В таблице 1 показано изменение предельной нагрузки и максимального прогиба структурной плиты при разных температурах при расчёте в нелинейной стадии (за пределом упругости при растяжении и при достижении сжатых стержнями критической силы). Работа растянутых элементов описана полной диаграммой растяжения стали 20, работа сжатых элементов описана кривой зависимости критической силы от деформаций.

Анализ таблицы 1 показывает, что при нелинейном расчёте в стержнях структурной плиты предельная нагрузка не достигает значения нормативной нагрузки.



**Рис. 4.** Изменение предела текучести стали 20 от температуры

На рисунке 5 дано изображение роста прогибов при учёте возникновения пластических шарниров в стержнях. Анализ рисунка 5 показывает, что при повышении температуры стержней максимальный прогиб от разрушающей нагрузки уменьшается. Это объясняется тем, что скорость падения значения модуля упругости при нагревании стали ниже, чем скорость падения предела текучести. При значении нагрузки близком к предельному, прогибы сильно возрастают. Это можно объяснить увеличением числа пластических шарниров в стержнях структуры.



1 – для температуры 20 °С, 2 – для 200 °С, 3 – для 300 °С, 4 – для 400 °С, 5 – для 500 °С, 6 – линия уровня, соответствующая проектной нагрузке, 7 – линия уровня, соответствующая нормативной нагрузке

**Рис. 5.** Диаграммы деформирования конструкции покрытия

**Таблица 1.** Изменение предельной нагрузки структурной конструкции при линейном и нелинейном расчёте

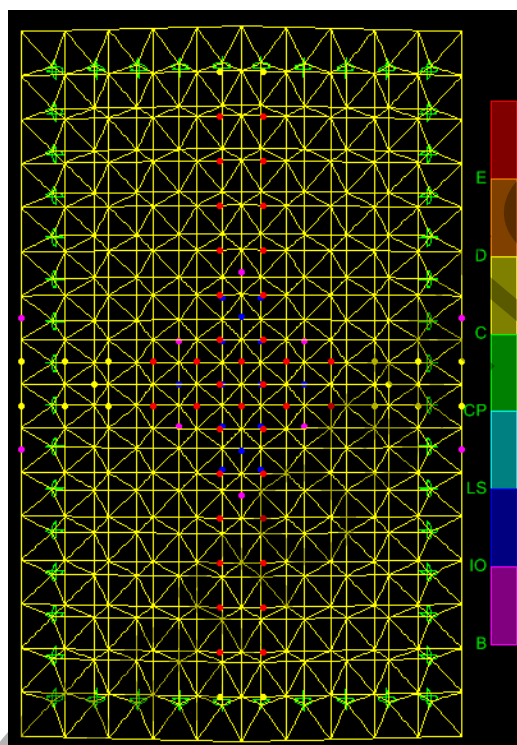
Температура, °С	Предельная нагрузка при линейном расчёте, кПа	Предельная нагрузка при нелинейном расчёте, кПа	Отношение разрушающей нагрузки по отношению к проектной, %	Отношение разрушающей нагрузки по отношению к нормативной, %
20	3.2	3.9	152	206
200	2.63	3.33	130	176
300	1.98	2.45	96	130
400	1.7	2.11	82	112
500	1.56	1.92	75	102

В таблице 2 показано количество пластических шарниров при нагружении структурной плиты нормативной и проектной нагрузкой.

**Таблица 2.** Изменение количества пластических шарниров при характерных температурах стержней, соответствующее нормативной и проектной нагрузкам

Температура, °C	Количество пластических шарниров при нормативной нагрузке	Количество пластических шарниров при проектной нагрузке
20	0	0
200	0	0
300	0	78
400	6	78
500	10	78

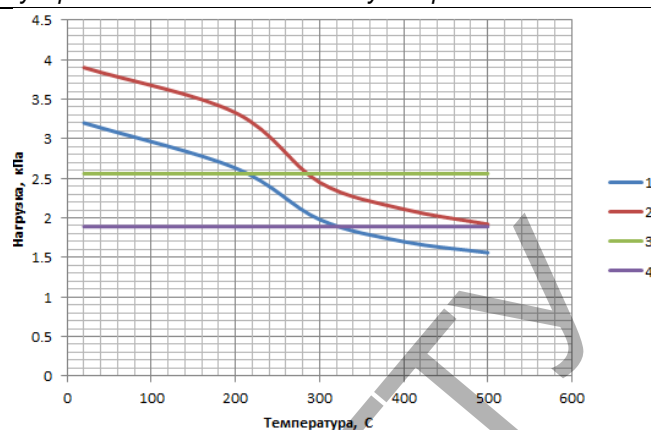
Из таблицы 2 и рисунка 5 следует, что структурная плита остаётся геометрически неизменяемой системой при температуре стержней вплоть до 500 °C при действии на неё проектной нормативной нагрузки, при действии проектной расчётной нагрузки структурная конструкция превращается в механизм в интервале температуры стержней от 200 °C до 300°C. При нагружении структуры нормативной нагрузкой пластическая стадия работы элементов структуры наступает в интервале температур от 300 °C до 400°C, при нагружении проектной нагрузкой – в интервале от 200 °C до 300 °C. На рисунке 6 показано превращение структурной плиты в механизм. В конструкции накопилось 78 пластических шарниров в стержнях, при котором система стала геометрически изменяемой.



**Рис. 6.** Превращение структурной плиты в механизм

На рисунке 7 представлено изменение предельной нагрузки на структурную конструкцию от температуры. Графическим способом можно определить, при какой температуре структурная конструкция превращается в механизм.

Из рисунка 7 следует, что при возникновении пластических шарниров в стержнях и перераспределении усилий по стержням структурной плиты при температуре их вплоть до 500 °C предельная нагрузка не достигает значения проектной нормативной нагрузки.



1 – график изменения предельной нагрузки при линейном расчёте, 2 – график изменения предельной нагрузки при линейном расчёте, 3 – линия уровня, соответствующая проектной расчётной нагрузке, 4 – линия уровня, соответствующая проектной нормативной нагрузке  
**Рис. 7.** Изменение предельной нагрузки на структурную плиту при линейной и нелинейной работе стержней

Из анализа рисунков 6 и 7 следует, что в интервале температур от 200 °C до 300°C в нелинейной стадии работы структурной плиты появляются пластические шарниры, которые ускоряют падение значения предельной нагрузки на покрытие. На рисунке 7 это явление выражено в непараллельности графиков 1 и 2.

**Заключение.** Численное моделирование температурных режимов пожаров по интегральной модели в помещении спортивного зала в ДЮСШ №2 в городе Калинковичи показало, что при горении одного и того же материала (древесины) может достигаться максимальная температура – от 1020°C до 1760°C, разное время достижения максимальной температуры газовой среды в помещении – от 1800 секунд до 3260 секунд, разная продолжительность пожара – от 2800 секунд до 5265 секунд.

При расчёте структурной конструкции в линейной стадии на выявление предела её огнестойкости из условия прочности показано, что его наступление находится в довольно широком интервале времени – от 4-х минут при стандартном пожаре до 23–25 минут при пожарах 1 и 3 соответственно (см. рисунок 3).

Определены запасы по предельной нагрузке при значениях температуры стержней структурной конструкции, для которой определены физико-механические характеристики стали 20. Они составляют от 206% до 152% при температуре 20 °C при нагружении проектной нормативной и проектной расчётной нагрузкой соответственно и превращение структуры в механизм при температуре 500°C и нагружении проектной расчётной нагрузкой, 102% при температуре 500°C при нагружении проектной нормативной нагрузкой.

При расчёте структурной конструкции с учётом возникновения пластических шарниров – частичного и полного выхода из работы сжатых стержней, преодоления растянутыми стержнями предела текучести вплоть до их разрыва – показано, что достижение предела огнестойкости при нагревании стержней структуры до 500°C не происходит при нагружении проектной нормативной нагрузкой и происходит при температуре 280°C при нагружении проектной расчётной нагрузкой.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Воздействия на конструкции: Еврокод 1. – Ч. 1–2: Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости: ТКП EN 1991-1-2:2009(02250). – Изд. офиц. – Введ. впервые. – Минск: Минстройархитектуры, 2010. – 40 с.
2. Klein, J. Zum Verhalten von Tragwerken bei natürlicher Brandeinwirkung unter Berücksichtigung technischer Massnahmen / Jochen Klein – Zürich: Institut für Baustatik und Konstruktion. – 2010. – 117 s.
3. Leitfaden Ingenieurmethoden des Brandschutzes. – Altenberge: TWB, 2013. – 419 с.



Материал поступил в редакцию 17.03.14

**DRAGAN V.I., GLUSHKO K.K. Detection of regularities of frost penetration in the peat soil**

The temperature regime fires Youth Sport Complex number 2 in Kalinkovichi band model for the calculation of fires. The stress-strain state of structural slab system «BrGTU» under different scenarios of fire. The evaluation of structural fire resistance plate.

УДК 624.138.003

**Пойта П.С., Юськович В.И., Пчелин В.Н.**

## ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА ТРАМБОВКАМИ С ИЗМЕНЯЕМЫМИ ДИНАМИЧЕСКИМИ КОНТАКТНЫМИ НАПРЯЖЕНИЯМИ

В ряде случаев для улучшения физико-механических характеристик слабых грунтов основания производят их уплотнение сбрасываемыми с высоты тяжелыми трамбовками.

Важными параметрами, определяющими эффективность уплотнения грунта тяжелыми трамбовками, являются: масса трамбовки, высота ее сбрасывания, расстояние между точками сбрасывания, рабочая площадь трамбовки и создаваемые в грунте при нанесении удара динамические контактные напряжения [1].

В соответствии с [2] при уплотнении грунта трамбовками с созданием в грунте в процессе его уплотнения возрастающих динамических контактных напряжений от 0,6 до 2 МПа через интервал 0,45...0,7 МПа глубина уплотнения увеличивается на 15-20% с одновременным снижением энергозатрат на 14%. Кроме того, обеспечивается получение устойчивой плотности всей массы уплотненного грунта, так как исключается образование буферной зоны (взрыхленного слоя).

Возрастание создаваемых трамбовкой в грунте динамических контактных напряжений может быть обеспечено путем:

- уменьшения рабочей площади трамбовки [2, 3];
- увеличения массы трамбовки;
- увеличения высоты сбрасывания трамбовки.

Для изменения рабочей площади и массы трамбовки на объекте достаточно иметь набор трамбовок с разными указанными параметрами [2], однако при этом увеличиваются затраты труда на уплотнение грунта, связанные с необходимостью периодической замены трамбовок. Кроме того, вследствие уменьшения рабочей площади трамбовок уменьшается зона уплотнения грунта в плане, что приводит к снижению их производительности.

Для устранения указанных недостатков в Брестском государственном техническом университете разработаны новые конструкции трамбовок, обеспечивающие возможность регулирования создаваемых в грунте динамических контактных напряжений одной трамбовкой без существенного уменьшения размеров зоны уплотнения грунта в плане.

Одна из разработанных конструкций трамбовок представлена на рисунке 1. Предлагаемая трамбовка содержит цилиндрический корпус с нижним и верхним основаниями. К верхнему основанию корпуса соосно прикреплен выступ в виде втулки с кольцевым поперечным сечением, внутренний диаметр рабочей части которой принимается из условия пересечения в плане зон уплотнения грунта участками торца втулки. В стенках верхней части втулки выполнены сквозные отверстия, соединяющие полость втулки с атмосферой.

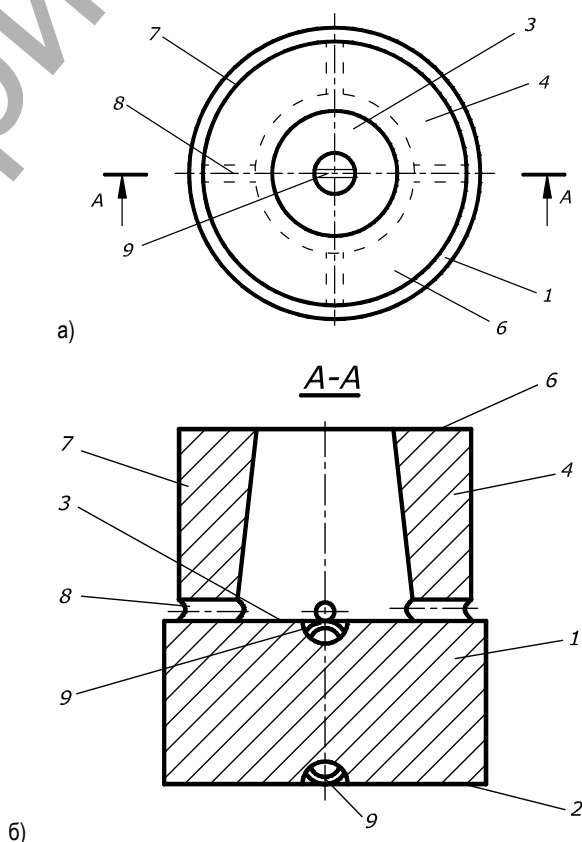
Масса трамбовки и рабочая площадь ее нижнего основания, высота сбрасывания подбираются из условия создания в грунте при нанесении удара нижним основанием необходимых начальных динамических контактных напряжений  $P_k$ , которые можно принимать порядка 1...1,5 МПа.

Рабочая площадь торца втулки принимается по выражению:

$$A = \frac{A_k \cdot P_k}{P_k + P_{ш}}, \quad (1)$$

где  $A_k$  – рабочая площадь цилиндрического корпуса;  $P_k$  – создаваемые в грунте динамические контактные напряжения при его уплотнении цилиндрическим корпусом;  $P_{ш}$  – шаг возрастания динамических контактных напряжений.

Шаг возрастания динамических контактных напряжений  $P_{ш}$  следует принимать равным 0,6...1 МПа, при этом в грунте, в случае нанесения удара втулкой, будут создаваться динамические контактные напряжения, равные 2...2,1 МПа.



**Пойта Петр Степанович**, доктор технических наук, профессор, ректор Брестского государственного технического университета.

**Пчелин Вячеслав Николаевич**, доцент кафедры технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.

**Юськович Виталий Иванович**, кандидат технических наук, зав. кафедрой технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.